

Illinois U Library

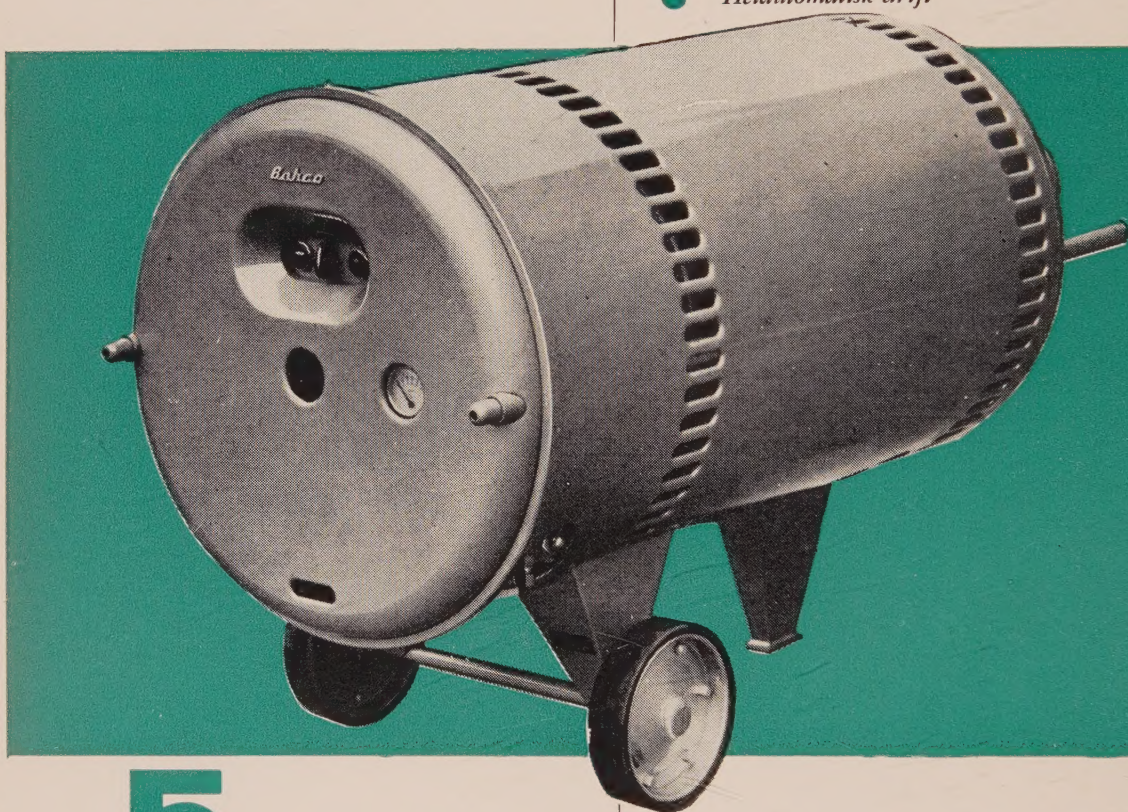
11 BYGGMÄSTAREN
1954 byggnadsteknik

Bahco nya byggtork

5

radikala nyheter

- Lätt att flytta — som en skottkärra
- Direktkopplade motorer — inga drivremmar
- Elektrisk tändning
- Fotoöcellstyrd oljebrännare
- Helautomatisk drift



Dessa **5** nyheter innebär:

- att de gummiklädda, välplacerade hjulen gör den lätt att flytta, lätt som en skottkärra.
- att oljebrännaren och varmluftsfläkten är direktdrivna av skilda motorer och att det följaktligen inte finns några drivremmar, som kan slira eller gå sönder och förorsaka driftstopp.
- att oljebrännaren är av högtryckstyp med elektrisk tändning.
- att oljebrännaren kontrolleras av fotocell och byggtorken därför kräver minimal tillsyn.
- fullständig automatik som bl.a. ger felsignal och automatiskt stopp om flaman skulle slockna eller om den utgående luften skulle bli för varm.

VTB 60 är en helautomatisk, oljeeldad byggtork, som ger fullständig förbränning av oljan. Driftskostnaden är synnerligen låg. Anslutningen är enkel och den erforderliga tillsynen minimal. Byggtorkens elektriska manöver- och skyddsutrustning är lätt tillgänglig men väl skyddad. Den kan anslutas till 220 eller 380 V 50 p/s 3-fas växelström. Omkopplingen gör man lätt i apparatens elcentral. Vill Ni veta mer? Sänd oss då Ert namn och Er adress, så skickar vi prospektet: "5 radikala nyheter".

AB B. A. HJORTH & CO

FLÄKTVERKSTÄDERNA · ENKÖPING

Stockholm · Göteborg · Malmö · Hälsingborg
Norrköping · Örebro · Sundsvall

Bil.: Pärmeekvisition.
Inbetalningskort.
Svenska Stålprens AB, Olofström.

INNEHÅLL:

LUNDBERG, ERIK: *Arkitekturens uttrycks-
medel.*

AHLBERG, HAKON: *Carl Westman och
nationalromantiken.*

THELAUS, ERIK: *En arkitekt i fantasins
museum.*

PAULSSON, THOMAS: *En tegelvägg i Vål-
dingby folkskola.*

LINDROOS, BENGT: *Signerad textil.*

Prenumerationspriserna
för 1955

är oförändrade. För att underlätta
arbetet på vårt prenumerationskontor
ber vi våra prenumeranter att förnya
prenumerationen för nästa år snarast
möjligt. Inbetalningskort medföljer
detta häfte.

BYGG

TEKNIK FÖR HUS- VÄG- och
BRYGGENBYGGNAD

Enkelt och lätt för varje
hantverksman och studerande
i byggnadsfacket

Enkelt och lätt för varje
hantverksman och studerande
i byggnadsfacket

Enkelt och lätt för varje
hantverksman och studerande
i byggnadsfacket

BYGGMÄSTARENS FÖRLAG

Kungsgatan 32, Stockholm C · Postgiro 3124

Organ för Stockholms Byggnadsförening och Svenska Arkitektföreningen, avd. av
Svenska Teknologföreningen. Adress: Byggmästaren, Kungsgatan 32, Stockholm.
Tel. 23 31 05. Postgiro 3124.

Redaktörer: Civilingenjör SVR Gunnar Essunger och arkitekt SAR Erik Thelaus,
Redaktionssekreterare: Arkitekt SAR Hillevi Svedberg.

Redaktionskommitté: Arkitekt SAR Hans Asplund, civilingenjör Lennart
Backmark, arkitekt SAR Haqvin Carlheim-Gyllensköld, civilingenjör SVR Sture
Haag, arkitekt SAR Torbjörn Olsson och ingenjör Ernst Wohlin.

Redaktionsombud: Dir. Victor Bährner och länsarkitekt Ebbe Borg, Malmö samt
arkitekterna SAR Gunnar Hoving och Per-Olof Klang, Göteborg.

Ansvarig utgivare: Arkitekt SAR Moje Bergström. I tidskriften gjorda uttalanden
stå för författarnas räkning och äro endast om så anges att anse som uttryck för
ståndpunktstagande av någon av de föreningar, som utge tidskriften.

Byggmästaren utkommer med 24 nummer om året. 12 nummer behandlar arki-
tektur och 12 nummer byggnadsteknik.

Prenumerationspriser för helår:

	Sverige Danmark Finland Norge	Övriga utlandet
Endast lösnummer upplaga A+B (24 nummer)	30: —	40: —
Endast lösnummer upplaga A (12 nummer) Arkitektur	20: —	30: —
Endast lösnummer upplaga B (12 nummer) Byggnadsteknik	20: —	30: —
Lösnummer + klotband upplaga A+B	45: —	55: —
Lösnummer + hfr. band upplaga A+B	55: —	65: —

33 ÅRGÅNGEN

INNEHÅLL

20 NOV. 1954

DK 624.138.2

WENNER, CARL-GÖSTA och SAARE, ERIK: *Grundförstärkning genom vibre-
ring under vatten.* Byggmästaren 33 (1954) nr B 11, sid. 201—210.

Komprimering av lösa jordar medelst stavvibrator. Försök på laboratorium och på den bli-
vande arbetsplatsen.
Artikeln illustreras med kurvor och fotografier.

DK 624.154.7

SVENSSON, VIKTOR: *Grundläggning av silobyggnad med grova massiva järn-
pålar.* Byggmästaren 33 (1954) nr B 11 sid. 211—214.

Järnpålar har använts i stället för betongpålar som ej kunde slås ned på grund av svåra
markförhållanden.
Diskussion ang. skarvning och rotskydd av järnpålar. Tillåten pållast.
Artikeln illustreras med modellfotografi, plan och fotografier.

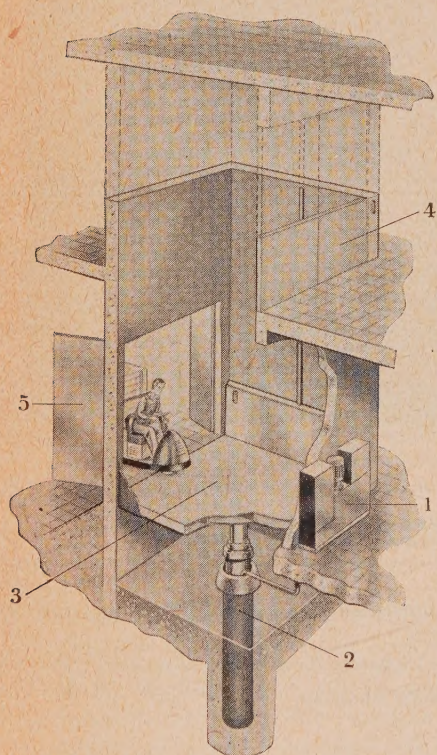
DK 624.014.25

LÖNNBORG, GÖSTA: *Skalkonstruktion för valsverksbyggnad.* Byggmästaren 33
(1954) nr B 11, sid. 215—220.

Helsvetsad hallbyggnad. Normer, beräkningsföresättningar och val av stålprofiler. Tillverk-
ning. Montagemetod.
Artikeln illustreras med ritningar och fotografier.

5 punkter

med avgörande betydelse, som tala
för hydraulisk hiss



1. Driftscentral 2. Lyftcylinder
med skyddsrör 3. Lastplan 4. Låga
väggar markerade 5. Hissdörrar

- Låga byggekostnader utan bärande konstruktion för hisskorg, maskineri och last.
- Inget »dött» utrymme för maskinrum och motvikt.
- Obetydligt slitage och inga linbyten eller lininspektioner. Alla rörliga delar arbeta i olja.
- Placering av hissen kan ske uteslutande med hänsyn till effektivitet och oberoende av bärande byggnadskonstruktion.
- Levereras även med låga väggar i övre plan, så att fri sikt över hela lokalen erhålles.

DEVES
HYDRAULISKA
hissar
i Stockholm A.B.
Bildeve

LINNÉGATAN 17 · STOCKHOLM
TEL. VÄXEL 67 00 60



GRUNDFÖRSTÄRKNING GENOM VIBRERING UNDER VATTEN

Kompriimering av lösa friktionsjordar medelst stavvibrator

Av docent Carl-Gösta Wenner och ingenjör Erik Saare

Försök med vibrering under vatten ha utförts med anledning av ett byggnadsprojekt i Gislaved, där Svenska Gummifabriksaktiebolaget avsett att uppföra en ny fabriks- och lagerbyggnad. Bolaget har sålunda finansierat undersökningen och givit tillstånd till publicering av resultatet. Detta torde vara av intresse för att belysa de möjligheter man har att förstärka byggnadsgrunder med den typ av stavvibrator, som är i allmänt bruk i Sverige för vibrering av betong.

LAGERFÖLJD OCH GRUNDVATTEN

Byggnadsplatsen ligger i Nissans dalgång. Lagerföljden i dalgången illustreras av perspektivskissen

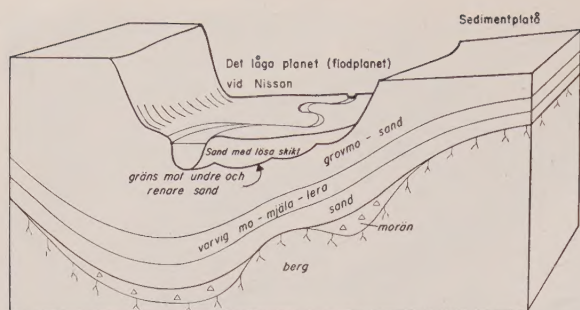
Vinjetten; Fig. 1. Sedimentplatåns slänt ned mot Nissans flodplan. Schaktning pågår i de väl skiktade issjösedimenten huvudsakligen bestående av grovmo. Slänten till vänster på bilden är den gamla åbrinken. Afåran är nu utfyllt (den jämna marken i förgrunden).

DK 624.138.2

fig. 2. Byggnaden måste placeras i gränsområdet mellan den höga sedimentplatån och det låga område, som utgöres av Nissans flodplan (fig. 3).

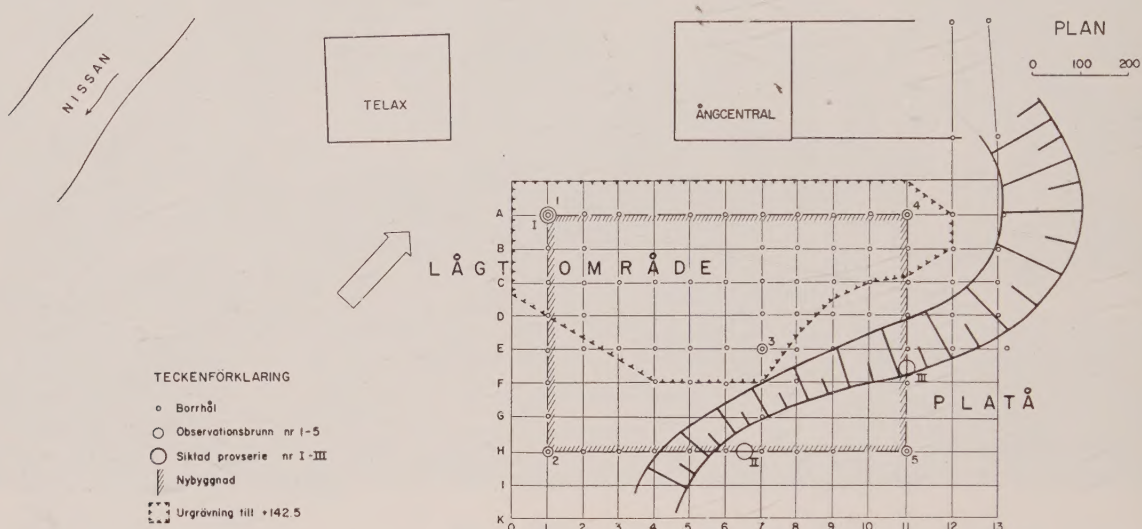
Den höga sedimentplatån består av issjösediment med något växlande kornstorlek och gradering (se foto fig. 1 och sektionen fig. 4). I huvudsak är det fråga om grovmo med variationer i kornstorlek mellan finmo och mellansand. På större djup finns ett tämligen fast lager av varvig lera och mjäla. Sedimentplatån kan dock sägas bestå av rena och fasta finsandlager.

Det låga området nedanför sedimentplatån har skurits ut ur platån genom forntida erosion av Nissan. Slänten mot platån har sålunda uppstått genom Nissans erosion. De gamla nu övergivna åfåror ha fyllts med sand, som är löst lagrad och som innehåller inblandning av humöst material, i vissa fall lager



T. v: Fig. 2. Perspektivskiss illustrerande lagerföljden i Nissans dalgång. Byggnadsplatsen är belägen i slutningen till höger om vattendraget.

Nedan: Fig. 3. Plan visande nybyggnadens läge. Jmf. fig. 2.



av svämtorv och gyttja. De sista resterna av de övergivna åfårorna ha till huvudsaklig del utplånats genom fyllning med gummiskrot, byggnadsavfall m. m. Det låga områdets markyta består sålunda dels av sand och grovmo avlagrad av ån, dels av fyllning. Genom ett stort antal provtagningar har den ungefärliga gräns bestämts mellan åns oreña, lösa avlagringar och underliggande rena, fasta sandlager. Denna gräns för »fast sandbotten» har markerats på perspektivskissen fig. 2 och på sektionen fig. 4.

Morän eller berg har i byggnadens norra hörn påträffats ca 9 m under befintlig markyta, men i huvuddelen av grunden ligger ifrågavarande fasta botten väsentligt djupare. Det är strax över moränbotten det metenmäktiga lagret av lera och mjöla påträffats.

Den vid borrhningarna i februari 1954 antecknade grundvattenytan har markerats på sektionen fig. 4. För kontinuerliga observationer av grundvattenståndet i undersökningsområdet nedslogos fem järnrör med perforerade spetsar och anordnades en pegel i Nissan (observationsbrunnar markerade på plan och sektion). Grundvattenytan lutar från sedimentplattan i sydlig riktning ned mot Nissan. I slutet av februari var vattenståndet i Nissan ca +146 m, i sedimentplattan (observationsbrunn nr 5) ca +148,7 m.

Grundvattenståndet på det låga området följer san-

nolikt Nissans mer långvariga vattenståndsförändringar. Det är dock icke säkert, att vattenståndet i sedimentplattan sjunker avsevärt under Nissans lågvattenperiod. Grundvattnet kan skapa flytsand vid grävning under grundvattenytan. Artesiskt vatten kan skapa slamströmmar och materialtransport även från djupare lager (fig. 5-6).

Problemställning vid val av grundläggningssätt

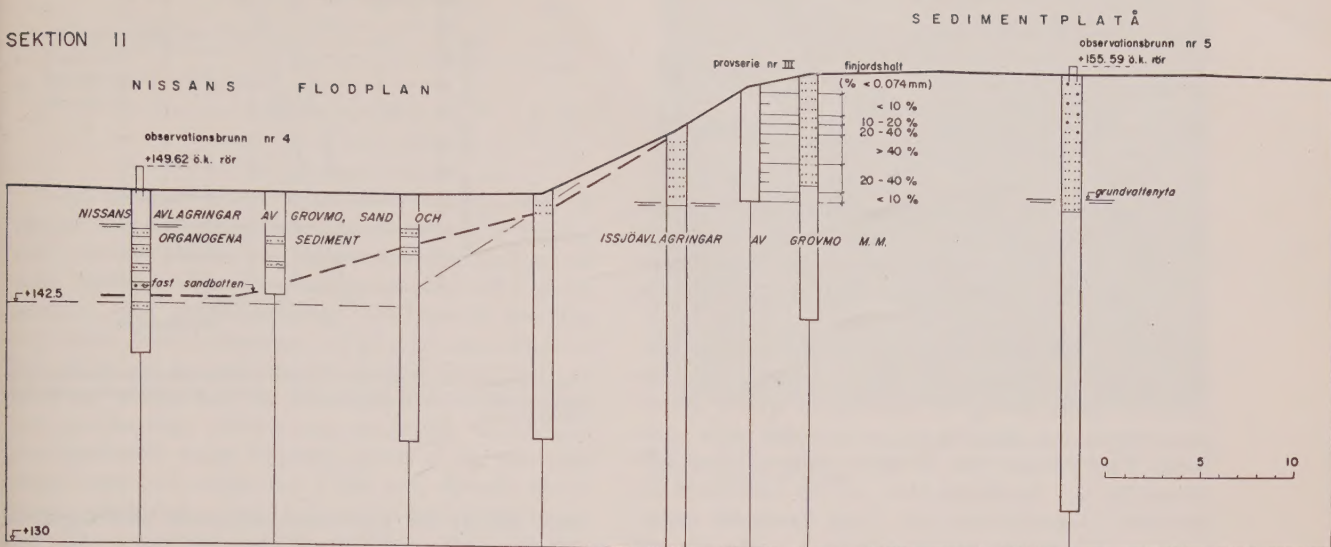
Tre olika alternativ eller kombinationer dem emellan kunna tänkas.

Alt. 1. Grundläggning på pålar.

Eftersom fast botten av berg eller morän når ganska högt upp i ett hörn av blivande byggnad, blir det stödpålning där. För övrigt är emellertid djupet till fast botten stort. En av civilingenjör Nils Ahlgren utförd provpålning (svävande påle 30×30 cm) i närliggande låga område har visat, att nedslagningen gått långsamt och att trots detta pålens bärkraft varit dålig.

Alt. 2. Grundläggning på de fasta sandlagren.

De fasta och rena sandlagren i sedimentplattan och under det låga områdets lösa avlagringar erbjuder ett



Ovan: Fig. 4. Sektion II (se planen [fig. 3]) visande byggnadsplatsens höjdförhållanden, jordlager, grundvattenyta och läget av fastare botten.

lämpligt underlag för grundläggning på plattor. Det bör dock observeras, att vid grävning och grundläggning under grundvattenytan måste vattenståndet i schaktdropen vara detsamma som i omgivande mark, så att schaktbotten ej luckras upp av grundvattenströmmar.

Alt. 3. Grundläggning på komprimerad återfyllnad.
Urgrävning av det låga områdets lösa sandlager (högst 20 000 m³) göres antingen med släpskrapa eller först med schaktblad till lågvattenperiodens grundvattenyta (ca +145) och därefter under vatten med grävmaskin. Urgrävningens omfattning framgår av inritningen på kartan fig. 3 och sektionen fig. 4. För återfyllning upp till lågvattenperiodens vattenyta behövs ca 6 000 m³ sand, som till största delen skulle kunna erhållas vid den urschaktning i sedimentplattan, som måste utföras för nybyggnaden. Den återfyllda sanden vibreras med stavvibrator till samma packningsgrad, som föreligger i sedimentplattan. Grundplattor läggs sålunda på komprimerad sand för en del av fabriken, på sedimentplattans orubbade sand för resten av fabriken.

Lagerföljdens beskaffenhet och naturliga packningsgrad

Eftersom en del av nybyggnaden måste ligga på orörd mo och sand, en annan del på utfylld mo och sand, gällde det i första hand att avgöra, om man genom vibrering under vatten kunde ge det utfyllda materialet den naturliga lagringens packningsgrad. Medelst en särskild provtagningscylinder (cylindervolymeter) ha prover med orubbad lagring och oförändrad volym tagits ur sedimentplattans slänt på tre olika ställen. Provtagningsställe, finjordshalt och packningsgrad framgår av följande tabell.



Ovan: Fig. 5. Genom ett hål i botten av en schaktdrop, varest viss länspumpning skett, flyter en slamström upp.

Nedan: Fig. 6. Det artesiska vattnet har skapat en slamkon på schaktbotten.



provtagningsställe	djup under mark m	vikt % <0.074 mm	volymvikt
släntens krön	1,3	3	1,578
	1,5	5	1,582
slättens mitt	1,2	60	1,594
	1,6	87	1,537
släntens fot	1,2	20	1,483

En större och för sedimentplatån representativ provkvantitet (40 vikt % <0,074 mm) uttogs och packades i ett kärl medelst stavvibrator. Vibreringen syntes ge något större fasthet (volymvikt 1,66) än den naturliga lagringen.

Emedan siktningen av de fem proverna från sedimentplatån visade ganska olika gradering, har en närmare undersökning av sandlagren gjorts genom provtagning och siktning av prover från varje halv-meter i tre punkter (en av dessa punkter visar sektionen fig. 4). Resultatet blev, att ett finmoigare lager finns i lagerföljdens mitt. Detta föranledde uttagning av två större provkvantiteter — icke för ett representativt medeltal såsom i ovanstående fall utan för de båda ytterligheterna, mellansandig grovmo och grovmo (kornstorleksfördelning enligt diagram fig. 7). Det framstod nämligen som tänkbart, att man vid vibrering av sedimentplatåns finaste jordlager kunde få en fraktionering av finare och grövre partiklar genom materialvandring.

KOMPRIMERINGSFÖRSÖK AV ÅTERFYLKNAD

Laboratieförsök

De båda uttagna provkvantiteterna ha på beställning undersökts på Statens väginstituts laboratorium. Komprimering med en vanlig el-driven stavvibrator typ RSB-55 från AB Vibroverken har skett i ett kärl med diametern 50 cm och höjden 70 cm. För varje komprimeringsförsök användes ca 120 kg torkat material, som hölls ned i det vattenfyllda kärlet. Den undanträngda volymen vatten, som kunde avrinna genom ett rör i kärlets övre kant, bestämdes. Sedan materialet sederterat, uppmättes dess volym genom att mäta från kärlets överkant till materialets överyta. Därefter skedde vibrering i 5 min., varefter ny volymbestämning gjordes. Volymvikterna beräknades ur materialets totalvikt och volym i försökskärlet:

försök	volymvikt	
	före vibrering	efter vibrering
1. mellansandig grovmo	1,45	1,68
2. grovmo	1,43	1,56
3. blandning av båda proverna	1,43	1,61

Prov 1 hade tagits på släntens krön, där den naturliga lagringen hade volymvikten 1,58. Prov 2 hade tagits i släntens mitt, där den naturliga lagringen hade volymvikten 1,54 och 1,59. För jämförelsens

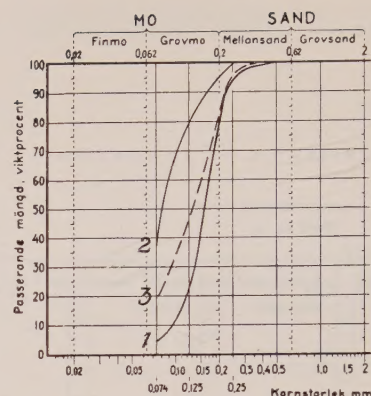


Fig. 7. Kurvor visande kornstorleksfördelning hos laboratieförsökets prover (1 = mellansandig grovmo, 2 = grovmo, 3 = blandning av de båda proverna).

skull har de tre provernas maximala packningsgrad bestämts enligt amerikanen Proctors metod, som går ut på att en serie prover av samma material men med olika vattenhalt instampas i en stålcylander. Komprimeringsarbetet är så stort, att det anses ge den maximala volymvikten vid lämpligaste vattenhalt (enligt Proctor maximal volymvikt vid optimal vattenhalt). Man kan så jämföra den vid försöket erhållna volymvikten med maximala volymvikten och få ett uttryck för packningsgraden:

försök	volymvikt i naturlig lagring	maximal volymvikt	volymvikt efter vibrering	pack- nings- grad
1. mellansan- dig grovmo	1,58	1,67	1,68	100,6
2. grovmo	1,57	1,66	1,56	94,0
3. blandning av båda proverna	1,70		1,61	94,7

Försöket bekräftar, att mycket hög packningsgrad kan erhållas genom komprimering med stavvibrator under vatten. Packningsgraden har ju genom vibreringen under vatten i ett försök blivit lika stor som den maximala volymvikten. Materialet med finjordshalt högst 5 % (mellansandig grovmo) har nått den största relativa packningsgraden, vilket visar, att förevarande stavvibrators frekvens (3 000 svängningar/min.) är lämpligast för vibrering i ifrågavarande försökskär. I grovmo med högre finjordshalt än 20 % ha vibrationerna tydligen ej förmått att helt undantränga vattnet från porerna.

För undersökning av om det uppstår någon fraktionering till följd av vibreringen, uttogs prover medelst cylindervolymeter på olika djup ur det komprimerade materialet i försökskärlet. Provernas volymvikt och kornstorleksfördelning undersöktes. Försöken visa, att viss fraktionering av materialet skett. Volymvikten, som är högst vid kärlets botten, avtager successivt uppåt (se nedanstående tabell). Fraktioneringen var tydligen i försök 3, dvs. blandningsmaterialet med en finjordshalt ca 20 % (se diagram fig. 7).

försök	volymvikt på olika djup i kärlet, cm			
	10	20	30	40
1. mellansandig grovmo	1,62	1,67	1,69	1,69
2. grovmo	1,52	1,57	1,61	1,68
3. blandning av de båda proverna	1,61	1,66	1,71	1,74

I det föregående har volymvikten använts som ett uttryck för packningsgraden, såväl i naturlig lagring som i omrört tillstånd vid laboratorieförsöken (se näst sista tabellen). Det bör dock observeras, att i en lagerföljd med skiktat material (exempelvis som fig. 10) kunna både finkorniga och grovkorniga skikt var för sig ha en mycket hög och kanske tillnärmelsevis maximal volymvikt. En blandning av de finkorniga och grovkorniga skikten kan emellertid vid komprimeringsförsök enligt Proctors metod ge en väsentligt högre maximal volymvikt. I fält kan sålunda en uttagen schaktnassa bestående av skiktat material genom komprimering erhålla en högre volymvikt än i den naturliga lagringen. Innan detta förhållande närmare utretts, bör nog den maximala volymvikten enligt Proctors metod användas för bedömning av ett utfyllt materials packningsgrad, där utpräglade skikt av olika kornstorlek hopblandats.

Fältförsök

Resultatet från laboratorieförsöken kunde icke utan vidare tillämpas i naturen, emedan provkärlets väggar antogos inverka gynnsamt på provets vibrering.



Ovan: Fig. 8. Detalj av schaktväggen i sedimentplåten visande omrörda issjölager. De sandiga skiktresterna framträda väl genom att deras ytpartier rasat ut ur väggen.

Nedan: Fig. 9. Bild av schaktväggen i sedimentplåten visande issjösedimentens skiktning, nederst på bilden omrörd av landisen.

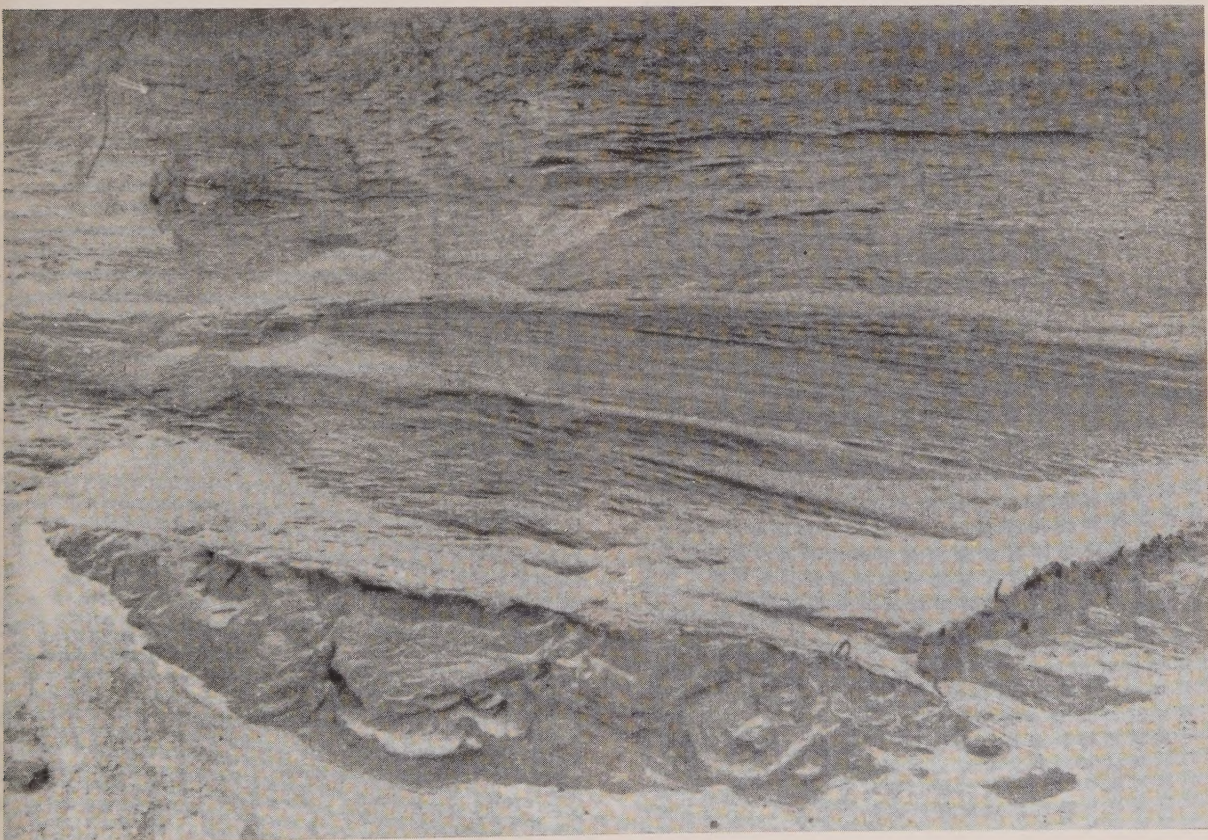
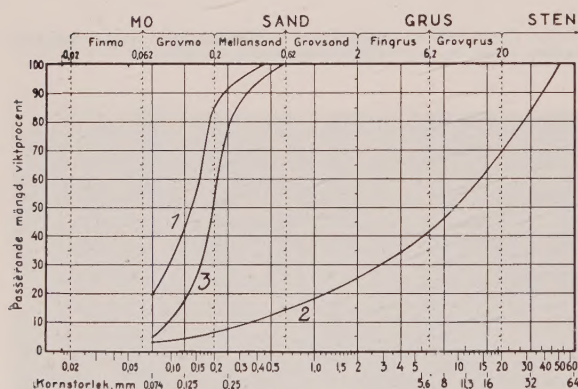




Fig. 10. Grustaget Anderstorp med det för rullstensåsar typiska stenlagret nära markytan och för övrigt sand och grus i växelagring.



T.v: Fig 11. Kurvor visande kornstorleksfördelningen hos fältförsökens material (1 = grovmo, 2 = grus, 3 = material från utfyllnad åfåra).

Nedant t.v: Fig 12. Anderstorpgruset på schaktbotten efter komprimering. Det är typiskt för rullstensmaterialet från dessa trakter, att stenarna äro endast måttligt rundade.



Dessutom kunde metodens kapacitet icke undersökas i laboratoriet. Det var därför nödvändigt att upprepa laboratorieförsöken i full skala på byggnadsplatsen. Komprimeringen utfördes med en stavvibrator typ RSB-100 (dvs. $d = 100$ mm), som ställdes till förfogande av AB Vibroverken. Stavvibratoren var motordriven. Motorns typbeteckning var MRSB-14 och enligt uppgift var dess effekt 4,4 hk vid 2800 v/min.

Två försök gjordes i en ca 4 m djup grop (med spontväggar och 12 m² bottenyta) och ett tredje försök gjordes i ett ca 2,5 m djupt schakt (med ca 30 m² bottenyta).

I spontgropen gjordes försök dels med grovmo, som togs från slänten mot sedimentplatån (fig. 8—9), dels med grus, som togs från ett närbeläget grustag i Anderstorp (fig. 10 och 12). Kornsammansättningen framgår av fig. 11.

Dessutom utfördes komprimeringsförsök i ett schakt i de fyllnadsmassor, huvudsakligen bestående av grovmo, som sedan lång tid funnits på delar av byggnadsplatsen (fig. 13). Kornsammansättningen framgår av fig. 11.

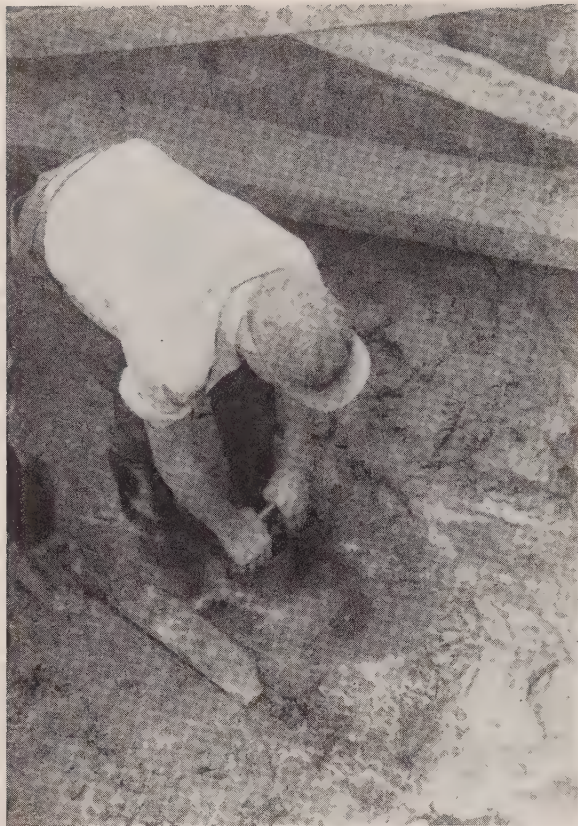
T.h: Fig 13. Den på byggnads-
platsen befintliga fyllningen av
huvudsakligen grovmo innehåller
diverse grövre material såsom
bildens stock.



Nedan t.v: Fig. 14. Nedförande
av stavvibratörn.

Nedan t.h: Fig 15. Uppdragning
av stavvibratörn.





Ovan: Fig. 16. Provtagning med cylindervolymeter i schaktbottens vibrerade material.



Fig. 17. Bilden visar schaktbotten och det perforerade rör, som använts för att öka vattenhalten under vibreringen.

A. Försöksmetodik

I. Grovmo

En järnplåt med måtten 1,2×2 m nedsänktes på den länsdumpade spontgropens botten. Plåtens höjd avvägdes i 12 punkter. Gropen vattenfylldes genom att pumpningen upphörde. Från lastbilsflaket tippades grovmon direkt ned i den vattenfyllda gropen, som fylldes till ca 25 cm över grundvattennivån. Fyllnadens tjocklek blev därvid ca 2 m. Järnplåten på gropens botten avvägdes på nytt med en sond och

fyllnadens överyta avvägdes i 36 punkter i ett rutnät med 0,5 m sida.

På fyllnadens överyta utstakades därefter ett liksidigt triangelmönster med c/c-avstånd 1 m. Stavvibratoren sänktes ner i dessa punkter till gropens botten och drogs sedan sakta upp (fig. 14 och 15). Fyllnadens överyta avvägdes därefter och ett nytt triangelmönster utstakades på så sätt, att det tillsammans med det första mönstret bildade liksidiga trianglar med 0,5 m c/c-avstånd. Stavvibratoren nedsänktes i de nya punkterna och fyllnadens överyta avvägdes. Försöket upprepades efter utstakning av ett triangelmönster med c/c-avstånd 0,25 m för nedsticken.

Den genomsnittliga vibreringstiden var ca 3 min. per stick. Därav beräknades 1 min. åtgå för vibratorns nedförande och 2 min. för vibratorns uppdragande.

Efter slutförd vibrering avvägdes fyllnadens överyta samt järnplåtens läge i gropens botten. Därefter grävdes det komprimerade materialet upp under samtidig länsdumpning. För bestämning av volymvikten togs prover med cylindervolymeter på var 15:e cm ner till gropens botten (fig. 16).

Den blottade järnplåtens höjd kontrollerades genom en ny avvägning.

2. Grus

I och med sistnämnda avvägning var gropen färdigställd för nästa försök, varvid grus från Anders-
torps grustag användes som fyllnadsmaterial. Försöket utfördes på liknande sätt som föregående, dock avslutades komprimeringen när nedsticken bildade ett triangelmönster med 0,5 m c/c-avstånd. På grund av grusets kornsammansättning och höga stenhalt kunde volymviktsbestämningar utföras endast på fyllnadens översta skikt.

3. Befintliga fyllnadsmassor

Försök att genom vibrering med stavvibrator komprimera de gamla fyllnadsmassor, som täcka större delen av arbetsplatsen, utfördes i ett schakt, där schaktbotten låg ca 25 cm över grundvattennivån. På schaktbotten iordningställdes en provyta 5×3,5 m och gjordes avvägning efter ett rutnät med 0,5 m c/c-avstånd. Med cylindervolymetern togs volymviktsprov efter var 15:e cm till 60 cm under schaktets botten. Flytsandbildning omöjliggjorde provtagning på större djup.

Vid nedförande av stavvibratoren visade sig vattenhalten vara för låg för att en effektiv vibrering av materialet skulle erhållas. För att öka vattenhalten i marken i stavvibratorns närmaste omgivning gjordes försök att tillsammans med stavvibratoren nedföra ett perforerat vattenrör, som var kopplat genom en slang till vattenledningen (fig. 17). Försöket gav ej önskat resultat. I stället släpptes vatten från vattenledningen över hela schaktbotten till 5 à 10 cm höjd. Komprimeringen utfördes därefter i likhet med föregående försök till 0,5 m c/c-avstånd mellan nedsticken i ett liksidigt triangelmönster. Efter avvägning av schaktbotten togs volymviktsprov med cylindervolymeter till 60 cm djup på samma sätt som före komprimeringen.

B. Försöksresultat

1. Komprimering av grovmo i spontgrop

Genom avvägning av fyllnadens överyta och järn-plåtens läge i spontgropens botten före och efter för-söket kunde det fastställas, att under tippning och fyllning av gropen hade plåten sjunkit 28 mm och under vibreringen 5 mm. Dessa plåtens sjunkningar kunna härröra dels från en uppbuktning av gropens botten genom grundvattentrycket under en längre länspumpning, dels från packning av underliggande lösare skikt. Om dessa sjunkningar frånräknas överytans sjunkning, erhålles en hopsjunkning av det återfyllda materialet, som är direkt proportionell till volymviktsökningen.

Återfyllnaden hade före komprimeringen tjockleken 2,251 m och efter komprimeringen tjockleken 2,058 m. Hopsjunkningen var sålunda 0,193 m.

Sambandet mellan hopsjunkningen och c/c-avstån-det mellan vibreringsställena (nedsticken) framgår av följande tabell.

Tabell 1 a.

c/c-avstånd mel-lan nedsticken, m	erhållen hop-sjunkning, mm	hopsjunkning per djupmeter fyll-nad, %
1	115	5,1
0,5	151	6,7
0,35	177	7,9
0,25	193	8,6

Genom volymviktsbestämning med cylindervolymeter erhöles en medelvolymsvikt av 1,66 efter utförd komprimering. Erhållna värden meddelas i tabell 1 b.

Tabell 1 b.

djup under ytan, cm	torr volymvikt
0— 15	1,59
15— 30	1,57
30— 45	1,61
45— 60	1,69
60— 75	1,69
75— 90	1,64
90—105	1,67
105—120	1,68
120—135	1,65
135—150	1,70
150—165	1,66
165—180	1,70
180—195	1,68
195—210	1,72
medelvärde 1,66	

Variationerna i volymvikten hos enstaka prov äro att hänföra dels till variationen i kornsammansätt-ningen, dels till en tendens till ökad komprimerings-grad med tilltagande djup. Under antagande av att volymviktsökningen är direkt proportionell till ma-terialets hoptryckning, kan grovmöns volymvikt före komprimeringen beräknas till 1,52, vilket väl överens-stämmer med tidigare utförda laboratorieförsök med liknande material. Maximala volymvikten enligt mo-difierad proctormetod för nämnda material har be-stämts till 1,70, vilket i jämförelse med den erhållna medelvolymsvikten efter utförd komprimering ger en komprimeringsgrad av 98 %.

2. Komprimering av grus i spontgropen

Vid komprimering av grus under liknande förhål-landen som ovan beskrivna försök med grovmo var tjockleken av det återfyllda grusskiktet före kompri-meringen 2,332 m och efter komprimeringen 2,220 m. Sambandet mellan hopsjunkningen och c/c-avståndet vid nedsticken framgår av tabell 2 a.

Tabell 2 a.

c/c-avstånd mel-lan nedsticken, m	erhållen hop-sjunkning, mm	hopsjunkning per djupmeter fyll-nad, %
1,0	75	3,2
0,5	112	4,7

Redan vid några stick med c/c-avståndet 0,5 m upp-stodo svårigheter att nedföra vibratören i gruset på grund av den höga komprimeringsgrad, som materia-let hade erhållit. Volymviktsbestämningen i ytskiktet av den vibrerade grusfyllnaden gav ett medelvärde av 2,16. Volymviktsbestämningen utfördes genom att mäta volymen av de uppgrävda provgroparna med en tjockflytande olja och bestämma det uppgrävda ma-terialets torrsvikt. På grund av grusets höga stenhalt var spridningen av de erhållna volymvikterna stor såsom framgår av tabell 2 b.

Tabell 2 b.

prov nr	erhållen torr volymvikt
1	2,01
2	2,28
3	2,19
medelvärde 2,16	

För bestämning av den maximala volymvikten kunde den förut använda proctormetoden icke till-lämpas på grund av materialets höga stenhalt. Därför fränsiktades material grövre än 20 mm. Instamp-ningen av det material, som passerade 20 mm sikt, ut-fördes i en stälcylinder med 250 cm² bottenyta och 5 l volym. Komprimeringsarbetet fick bli som vid Proctors metod. Vid instampningen erhöles en volym-vikt av 2,16 vid 5 % vattenhalt. Detta genom labora-torieförsök erhållna värde är icke direkt jämförbart med volymvikter bestämda i fält på grund av olika stenhalt. Försöket ger dock ett klart bevis för den höga packningsgrad, som erhöles genom vibreringen i spontgropen, där medelvolymsvikten likaledes blev 2,16.

3. Komprimering av de på platsen befintliga fyllnads-massorna i botten av ett öppet schakt.

De gamla fyllnadsmassorna på arbetsplatsen bestå huvudsakligen av grovmo, som i fråga om kornsam-mansättning liknar materialet för första komprime-ringsförsöket i spontgropen. Volymviktsbestämningen före och efter komprimeringen med stavvibrator vid c/c-avstånd 0,5 mellan nedsticken gav det resultat, som återges i tabell 3 a.

Tabell 3 a.

djup under schaktbotten, cm	torr volymvikt	
	före komprimering	efter komprimering
0—15	1,51	1,62
15—30	1,49	1,52
30—45	1,51	1,58
45—60	1,50	1,53
medelvärde	1,50	1,56

Den erhållna ökningen av packningsgraden blev från 89,8 % till 93,4 %, beräknat på maximala volymvikten 1,67. Sambandet mellan överytans sjunkning och c/c-avståndet mellan nedsticken framgår av tabell 3 b. Nedstickningsdjupet var i detta fall ca 1,5 m.

Tabell 3 b.

c/c-avstånd mel- lan nedsticken, m	överytans sjunk- ning, mm
1	36
0,5	45

Sammanfattning och slutsatser

Fyllning av såväl grus som grovmo utan alltför stor finjordshalt kan under vatten vibreras till tillfredsställande packningsgrad med en vanlig stavvibrator. För att genom vibrering nå en packningsgrad, som i fråga om blivande sättningar skulle motsvara den vid naturlig lagring förekommande packningsgraden, torde i föreliggande fall erfordras ett c/c-avstånd mellan sticken, som för använt grus är 1/2 à 1 m, för använd grovmo 1/4 à 1/2 m.

Grus är att föredraga av två skäl:

- 1) packningen av grovmo förutsätter minutiösare kontroll och innebär därmed vissa risker
- 2) packningen av grovmo blir mer tidsödande och därmed dyrbarare, vilket framgår av följande siffror:

c/c-avstånd mel- lan stick, m	kapacitet, kom- primerat material m ³ /tim
1	17,4
0,5	4,0
0,25	1,1

Vid komprimering av grovmo kunde fortsatta sättningar iakttagas, när avståndet mellan nedsticken minskades från 1/2 till 1/4 m. Sättningsförloppet (sättningskurvan) och medelvolumvikten vid vibrationsavståndet 1/4 m visade, att ytterligare sättning och ökning av volymvikten var möjlig.

Det är sannolikt, att man antingen genom att använda flera stavvibratorer samtidigt och på lämpligt avstånd från varandra eller genom att använda större, specialkonstruerade stavvibratorer kan åstadkomma dels effektivare packning av jordarter med finjord, dels ernå en väsentligt större kapacitet. I Tyskland och USA har man för större byggnadsprojekt använt stora vibratorer med en effekt, som är inemot tio gånger större än använd stavvibrators effekt. De resultat, som nåtts i utlandet, ha visserligen publicerats (se litteraturförteckningen), men redogörelserna äro icke alltid så detaljerade. I de bäst beskrivna redogörelserna är lagerföljden så speciell, att erfarenheterna tyvärr icke kunna överflyttas till svenska förhållanden.

Så mycket är dock klarlagt genom olika försök att man genom vibrering under vatten kan nå en packningsgrad och en volymvikt, som är större än i den naturliga lagringen. Det är sålunda möjligt att medelst stavvibrator förstärka lösa sandbottnar, t. ex. undergrund av sand och mo för fundament, som uppbär vibrerande maskiner. Vid grundläggningsarbeten brukar man på sand tillåta ett grundtryck av ca 3 kg/cm², under det att man på morän (bottenmorän, pinnmo) brukar tillåta det två- eller tredubbla. Vad som i första hand skiljer sanden och moränen, är packningsgraden. Sanden är löst lagrad, moränen däremot hoppressad av en tjock landis.

LITTERATURÖVERSIKT

1. H. Schneider: »Das Rütteldruckverfahren und seine Anwendung im Erd- und Betonbau.» — Beton u. Eisen, Arg. 37, 1938.

Detta arbete kan betraktas som det klassiska på ifrågavarande område. Schneiders försök skiljer sig från ovanstående framför allt genom att en vattenström riktas underifrån och upp genom en förut torr vibreringsmassa. Täthetsökningen anses av Schneider ske under det att vibratoren lyftes. Försöken ha gjorts på grusig sand utan närmare definition — den av Schneider angivna minskningen av hållfastheten är därför svår att bedöma. Bärigheten anges dock ha ökat från 1,5 kg/cm² till 5 kg/cm². Av den första sifferuppgiften att döma är det fråga om utfyllad sand.

2. A. Scheidig: »Speichergründung auf Rüttelfusspfählen.» — Die Bautechnik, s. 277, 1940.

Vid en kaj avsågs grundläggning av en spannmålssilo på stöd-pålar. Lösa, lerhaltiga sediment underlagrades av ett sandigt—grusigt lager på ett djup av ca 6 m under medelvattenståndet. Vid naturlig packningsgrad kunde dessa lager uppbära en påbelastning av endast 35 ton. Genom vibrering med stavvibrator kunde ett påbärande skikt åstadkommas.

Stavvibratoren hade en diameter av 620 mm. Vibratoren fördes ned genom ett borrhål förbi de leriga sedimenten till överytan av det för komprimering avsedda sand—grus skiktet. Genom vibrering och vattenspolning arbetade vibratoren sig själv ner till önskat djup och drogs därefter stegvis uppåt, varvid stora sättningar uppstodo till följd av komprimeringen. I varje borrhål nedfördes därefter en betongpåle, på vilken en belastning av 100 ton kunde tillåtas.

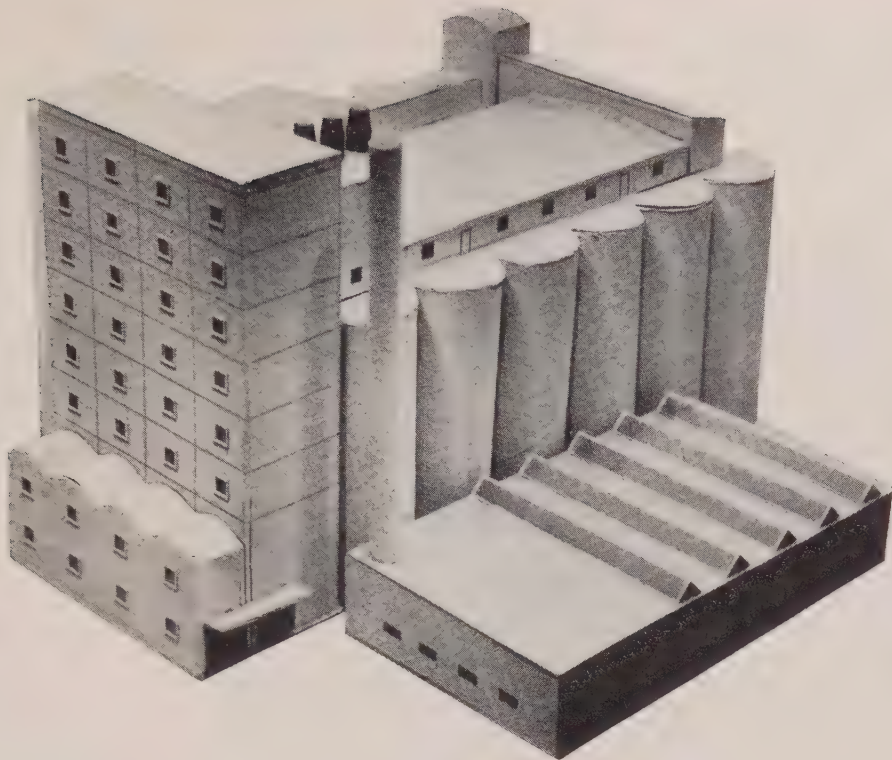
3. B. Furhauf: »Wet Vibration puts strength in sand.» — Engineering News Record, June, 1949.

Vid tillbyggnad av en cementfabrik planerades fundament till en ugn och en hög skorsten på undergrund bestående av en växel-lagring av grus, sand och mo med naturlig packningsgrad. Statiska belastningsförsök hade visat, att undergrunden hade god bärighet. I de äldre byggnaderna hade likväl ojämna sättningar uppstått, vilka härrörde från ugnens roterande och markvibrerande rörelse. För att undvika sådana sättningar hos de nybyggda fundamenten komprimerades undergrunden till ca 8 m djup medelst stavvibrator.

Stavvibrators diameter var 381 mm och den drevs med en 30 hk elmotor. Vibratorn sänktes till önskat komprimeringsdjup med en hastighet av ca 1 m/min. Slutlig komprimering skedde vid vibrato-rns stegvisa uppdragning, varvid vibreringstiden var 2—3 min/m. Vattenspolning (ca 380 l/min.) skedde under vibrato-rns nedsänk-nings och uppdragning. Komprimeringen kunde följas och kontrol-leras genom mätning av vibrato-rns energiförbrukning. En själv-skrivande amperemeter registrerade elmotorns strömstyrka. Ökad strömförbrukning motsvarade en erhållen ökning av komprime-ringsgraden, och efter mätarens maximala utslag lyftes vibrato-rn nästa steg uppåt. Amperemeterns strömförbrukningskurva kunde användas som komprimeringskontroll. Avståndet mellan komprime-ringspunkterna var 2,4 m i kvadratisk mönster. Efter komprime-ringen kunde undergrunden belastas med 3 kg/cm².

4. E. D'Appolonia, C. E. Miller Jr and T. M. Ware: »Sand Compaction by Vibroflotation.» — American Society of Civil Engineers, Proceedings Vol. 79, 1953.

Uppsatsen beskriver det första försöket i USA att grundför-stärka medelst stavvibrator. Det gäller en fabrik i Florida. Yt-lagret, i genomsnitt 3—4 m mäktigt, består av vindavlagrad fin sand, djupare av mer eller mindre lerigt material, vilket allt ger projektet ganska speciella betingelser. Vibrering har gjorts till ett djup av ca 3,5 m. Använd stavvibrator (d=381 mm) hade en verkningsradie av 1,2 m, inom vilket område volymvikten blev 70 % av den maximala. Tack vare vibreringen ansågs den följande sjunkningen av mark jämte byggnad ha minskats med 50 %.



GRUNDLÄGGNING AV SILOBYGGNAD MED GROVA MASSIVA JÄRNPÅLAR

Av civilingenjör Viktor Svensson

DK 624.154.7

Vid den stora siloanläggningen för spannmål, som är under uppförande i Norrköping för Östgötalantmännens Centralförenings räkning, har en pålning utförts, som torde vara den första i sitt slag här i Sverige och som därför bör förtjäna en kort redogörelse.

Byggnadsplatsen är belägen söder om Motala ström där Lindökanalen inom få år skall bilda den nya förbindelsen mellan Norrköpings hamn och Östersjön.

Grundförhållandena är ganska dåliga. Enligt utförda grundundersökningar består marken ned till ca 20 m djup av relativt lös lera (τ ca 1,5 ton/m²) och därunder förhållandevis fast sand- och grusbotten med 10 à 20 m tjocklek, samt sedan sannolikt berg. För grundläggningen föreslogs betongpålar och för att fastställa erforderlig pållängd bestämdes att provpålning skulle utföras.

Då byggnaden förutom rensnings- och torkningsavdelningar även skall rymma ca 15 000 ton spannmål utgjorde pålningskostnaden en betydande del av byggnadskostnaden.

Provpålningen utfördes med betongpålar 25×25 cm, som skarvades med skarvhylsa. Av de fem pålar som nedslogs syntes endast en ha kunnat nedföras oskadad till föreskrivna stoppslag för 35 tons tillåten last. De övriga 4 pålarna synes inom få meter i gruslagret ha pressats åt sidan av någon sten och brutits.

På grund av det dåliga resultatet ansågs betong-

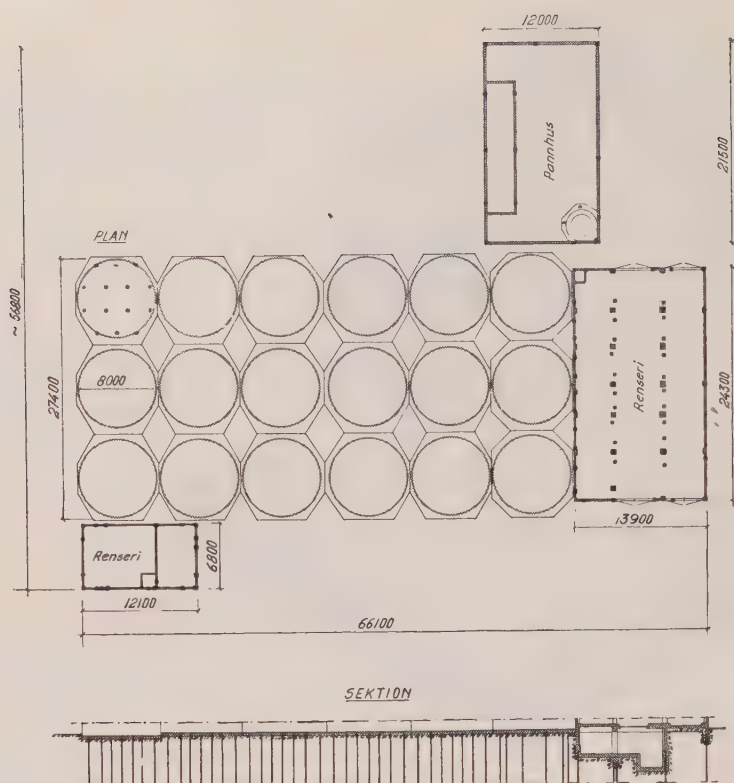
pålning ej tillräddig. Järnpålar bedömdes vara lämpligare vid de rådande markförhållandena, varför en provpålning med fem järnpålar av Dip 22 utfördes. Dessa pålar beräknades kunna bära en belastning av 70 ton per styck och måste nedslås till berg. Slagningen av de fem järnpålarna genomfördes programenligt utan missöden. De nedträngde ca 35 m under markytan och skarvades genom stumsvetsning. En av pålarna provtrycktes med upp till 120 tons last utan att någon permanent sättning observerades.

Vid uppdragning av en påle, vartill krävdes ca 50 tons lyftkraft, visade sig alla svetsskarvar vara fullt intakta och hela pållängden rak men pålspetsen var något deformerad, tydande på att den vid slutet av slagningen arbetat mot sten eller berg.

Vid pålning med Dip-balkar finnes alltid den risken att korrosiv mark kan angripa pålen och avsevärt förminska dess area samt därmed minska pålens bärrighet. Det ansågs därför i detta fall nödvändigt att utföra en grundlig undersökning av markens korrosivitet. För den skull upptogs prover av leran på olika djup. Mätning av deras surhetsgrad och ledningsmotstånd, som anses ge ett värde på korrosiviteten, visade att denna var överraskande hög och att man måste räkna med risk för en avsevärd avrostning på pålarna under byggnadens livstid, uppskattningsvis beräknad till 1 mm per 10 år. I det underliggande gruslagret ansågs däremot ingen rostfara finnas.

Som skydd mot rostningen diskuterades olika bestrykningsmedel. Blymönja måste efter strykningen

Vinjetten: Modellfotografi av silobyggnaden.



T.h: Schematisk pålplan av centralsilo Östgöta-Lantmännens Centralförening, Norrköping.

Nedan t.v: Upplag av järnpålar färdiga för hopsvetsning.

Nedan t.h: Hörnen vid pålspetsen fasas.

hårdna i luft åtskilliga veckor och skall sedan skyddas med en skyddsmålning för att ej angripas. Då pålarna skarvades genom svetsning vid nedslagningen kunde i detta fall ej tid erhållas för mönjans hårdnande.

Ett annat bestrykningsmedel som föreslogs var Isocyanatplast, som hårdnar snabbt och har god rostskyddsförmåga och vidhäftning. Huruvida plasten kan anses vara tidsbeständig torde dock ej ännu vara fullt klarlagt. Även tjärbränning eller bitumenbestrykning

diskuterades, men ansågs ge för svagt skydd. För att prova bestrykningarnas motstånd mot avskrapning vid nedslagning genom leran beströkos järnstänger med mönja, som fick torka 9 respektive 1 dygn och plast, som fick torka 1 dygn. Dessa järnstänger nedslags i leran och uppdrogs sedan. Härvid konstaterades ca 60 % av mönjestrykningen och nära 100 % av plastmålningen vara kvar.

Då det var svårt att erhålla en fullgod och efter nedslagningen öskadad skyddsbestrykning och då dess



T.h.: Bild från arbetsplatsen visande pål-
flintarnas armering.



Nedan t.v.: Svetsning av skarv.

Nedan t.h.: Ingjutning av pålok under silon.

rostskyddande förmåga ej kunde anses vara 100 %-ig och även måste förutsättas minska med tiden, föreslogs att slopa betrykningen och räkna med en avrostning av max. 5 mm på 50 år. Vid en Dip- eller Dimaxbalk skulle en sådan avrostning bli katastrofal efter 50 år. Det låg därför närmast till hands att övergå till en massiv sektion där avrostningen ej betyder så mycket som den gör vid en sektion bestående av relativt tunna flänsar och liv. Man skulle också kunna tänka sig att använda något slag av rör-

pålar. Det visade sig dock att dessa ej var lämpliga i detta fall beroende dels på överbyggnadens konstruktion och dels på det stora djupet till fast botten (30—40 meter)

Valet stannade på en kvadratisk massiv sektion 120×120 mm, vilken kunde valsas vid såväl svenska som utländska verk. På denna pålsektion bestämdes en tillåten last av 100 ton, vilket utan avrostning ger $\sigma_1 = 700 \text{ kg/cm}^2$ och efter 5 mm avrostning $\sigma_1 = 825 \text{ kg/cm}^2$.



Med den befintliga lerans konsistens beräknades knäckfaran vid dessa slanka pålar stanna inom tillåtna gränser.

Pålarna levererades på byggnadsplatsen i 10—12 meters längder. Varje påle måste således samman sättas av tre dellängder. Då antalet pålar uppgick till ca 350 erfordras inte mindre än ca 1 300 ton järnpålar.

I leveransvillkoren för pålarna fastställdes att beträffande raketten större avvikelser än 1 cm på 10 meter ej fick förekomma. Detta villkor uppfylldes dock ej för alla men riktningen av de krokiga pålarna utfördes utan svårighet.

Innan pålarna lyftes upp i pålkran skars ändytorna vinkelrätt mot pålens längdaxel och dessa ytor fasades så att en 20 mm V-svets kunde anbringas runt skarvytorna. Pålkranarna voro av vanlig typ och hade 3-tons hejare. Inledningen av pålarna utfördes synnerligen omsorgsfullt. För första påldelen behövdes ej någon slagning utan den sjönk av sin egen och hejarens vikt och måste fasthållas för att ej tappas i leran. Innan nästa påldel fastsvetsades avplanades den nedslagna påldelens överyta med smärgel så att full anliggning mellan ytorna skulle erhållas. Senare utförda prov tyder på att denna tidsödande planslipning ej skulle vara nödvändig utan att belastningen kan överföras enbart genom svetsgodset.

Med hänsyn till att pålarna skulle skarvas medelst svetsning bestämdes att Martin-stål skulle användas i stället för det något billigare Thomas-stålet. Det är dock ej troligt att det vid ifrågavarande svetsning

skulle inneburit någon risk att välja Thomas-stål, blott dess halt av svavel, fosfor och kväve hade gränsats till vissa procentsatser. Som en anmärkning värd omständighet kan nämnas att vid en av de förskarvar, som skulle utföras, svetsningen ej lyckades p. g. a. att pålen genom den myckna slagningen blev magnetisk. Ett lätt sätt att råda bot härför var förbinda båda påldelarna genom ett plattjärn.

Nedslagningen har efter något experimenterat gått utan större missöden. Vissa farhågor uttalades i början för att den slanka påldelen över mark skulle knäckas när den måste utsättas för hård slagning utan att vara styrd. Några knäckningssymptom uppträdde dock aldrig trots att stoppslagning i ett par fall skedde med 8 meter av pålen över mark. Däremot misslyckades några i början av pålningen troligen p. g. a. att de ej fick fäste på sluttande berg. Pålarna föresattes därför i fortsättringen med en bergspets 10 cm lång och med 10 cm diameter samt av kvalitet Fagersta valsad Martin, kolhalt 0,5 %. Sedan pålarna nått berg och föreskrivna stoppslag utförts har genom lättare slag dubben arbetats in i berget. Endast för några få pålar har dubben glidit på berget och pålen misslyckats. Utförd provbelastning med upp till 180 tons last gav endast en elastisk sammantryckning av pålen som motsvarade den teoretiskt beräknade.

På grund av de stora pållasterna uppstod frågan hur dessa lämpligast skulle överföras till byggnadsgrunden. Den löstes på så sätt att ett 60 cm långt och av samma material som pålen anbringades på pålskapen. Härtill kunde användas de avkapade påländarna varför pålsplet har blivit högst obetydligt. Erforderlig armering monterades sedan kring pålhuvudet så som bilden visar. På grund av pålarnas stora längd och därav följande relativt stora elastiska sammantryckning vid belastning har de olika silocellerna gjorts fria från varandra så att rörelser dem emellan kan tillåtas.

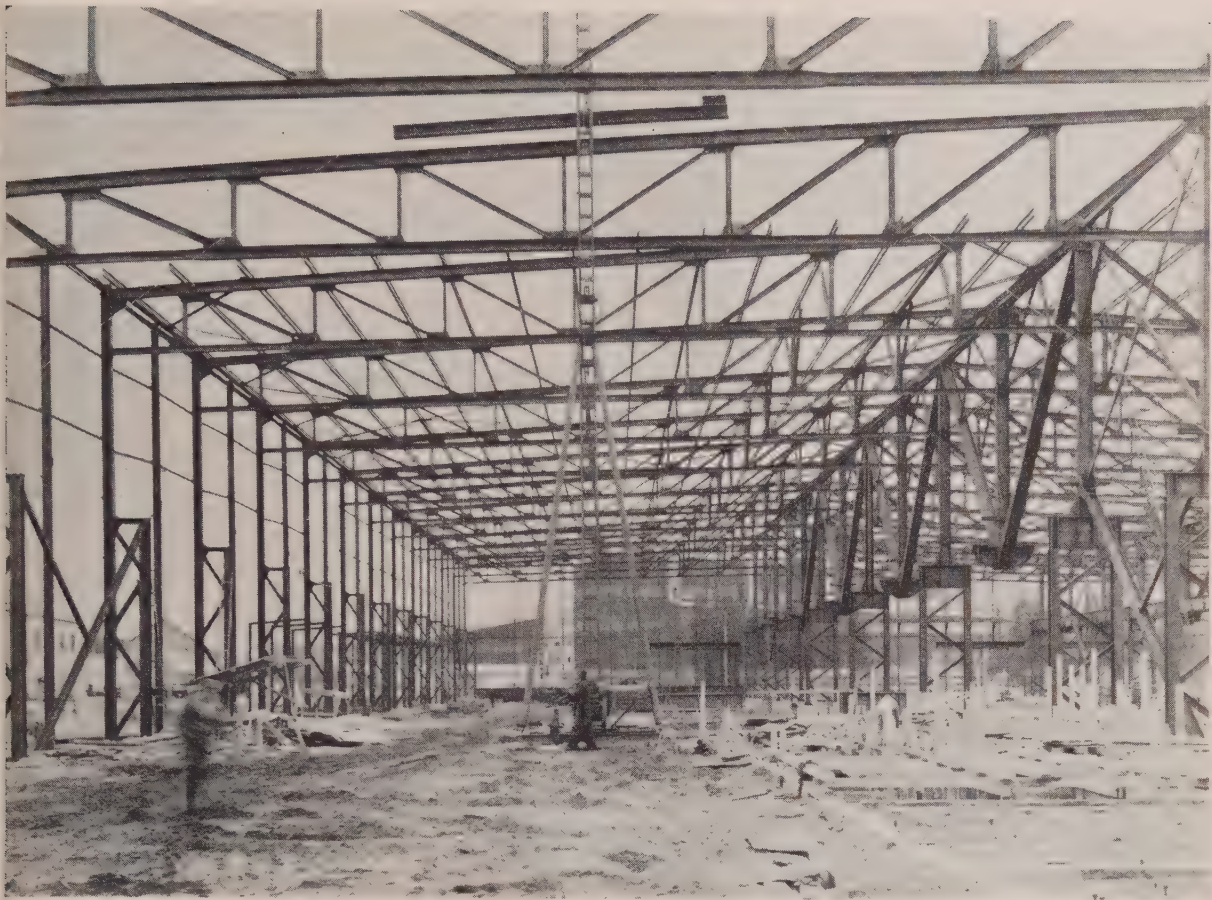
Den ovan beskrivna pålningsmetoden tillgreps som en lösning när de mera traditionella metoderna visade sig olämpliga. Metoden visade sig dock vid närmare undersökning ekonomiskt väl kunna konkurrera med betongpålar då stödpålning skall utföras för stora laster och djupet till berg är stort. Denna pålningsförfärd dock stor noggrannhet vid utförandet samt en viss vana så att tiden för de olika arbetsmomenten kan hållas relativt kort. Det visade sig vid det här beskrivna pålningsarbetet att tidsåtgången för vissa arbetsmoment, t. ex. svetsning av skarvar, kunde minskas till en tredjedel då tillräcklig vana uppnåtts.

Vid införandet av nya byggnadsmetoder brukar alltid ett visst motstånd göra sig gällande. En stor del av förtjänsten till att grundläggningen kunde utföras på ovan angivet sätt tillkommer beställarens representant, direktör G Blom i Östgötalantmännens Centralförening, vilken visade ett synnerligen aktivt intresse för grundläggningsproblemet.

Konstruktionsarbetet har utförts av Ingenjörskontor Blomgren & Co, Stockholm, och pålningsarbetet jämte betonggrunderna av AB Skånska Cementgjuteriet, Norrköping. Som geotekniska experter har medverkat byrådirektör J Olsson och civilingenjör N Engström. Undersökning av markens korrosivitet har utförts av fil. dr O Arrhenius.

Pålen riklad.





STÅLKONSTRUKTION FÖR VALSVERKSBYGGNAD

Av ingenjör LSTF Gösta Lönnborg

DK 624.014.25

I slutet av år 1951 erhöill AB Bröderna Hedlund förfrågan från AS Norskt Jernverk på uppförande av stålkonstruktioner till ny valsverksbyggnad i Mo i Rana. Ritningarna för detta projekt var upprättade av den tyska firman Gutehoffnungshütte och stålkonstruktionerna hade planerats i nitat utförande. AB Bröderna Hedlund tillkallade undertecknad för att bedöma huruvida det skulle löna sig att omkonstruera projektet till helsvetsat utförande. Det preliminära överslaget gav vid handen att man borde kunna erhålla en besparing av ca 20 %. Då projektet var av storleksordningen 6 000 000 kronor, ansågs besparingen så stor, att man borde utarbeta en offert baserad på ett helsvetsat stålalternativ. Efter långvariga och ingående diskussioner erhöill AB Bröderna Hedlund uppdrag att utföra byggnaden enligt detta alternativ med Ingenjörfirman Jacobson & Widmark AB, Gösta Lönnborg, som projektör för projektet.

Normer

De svenska byggsvetsnormerna av år 1950 skulle tillämpas. Vindtrycket skulle beräknas efter 150 kg/m².

Vinjetten: Stålkonstruktioner till valsverksbyggnad i Mo i Rana.

Traversbanorna skulle dimensioneras enligt DIN 120 samt varje bana för två 15-tons traverser med 28 200 mm spännvidd. Ausgleichzahl $\varphi = 1,4$. Ausgleichzahl räknas endast på 1 kran på varje bana. Horisontella sidokrafter = 10 % av vertikala hjultrycken (utan ausgleichzahl) räknas endast för 1 kran på varje bana. Stöttalet $\emptyset$ för ständig last = 1,2. Koefficienten φ med hänsyn till växlande spänningar har inräknats.

Traversbalkarna har utförts kontinuerliga med 11 m spännvidd. De är utförda utan livavstyvningar på fälten och har livavstyvningar endast vid pelarstöden.

För knäckningsberäkning av liven har använts Buckling of Webs in Deep Steel I Girders.

Takkonstruktionen är beräknad för följande laster:

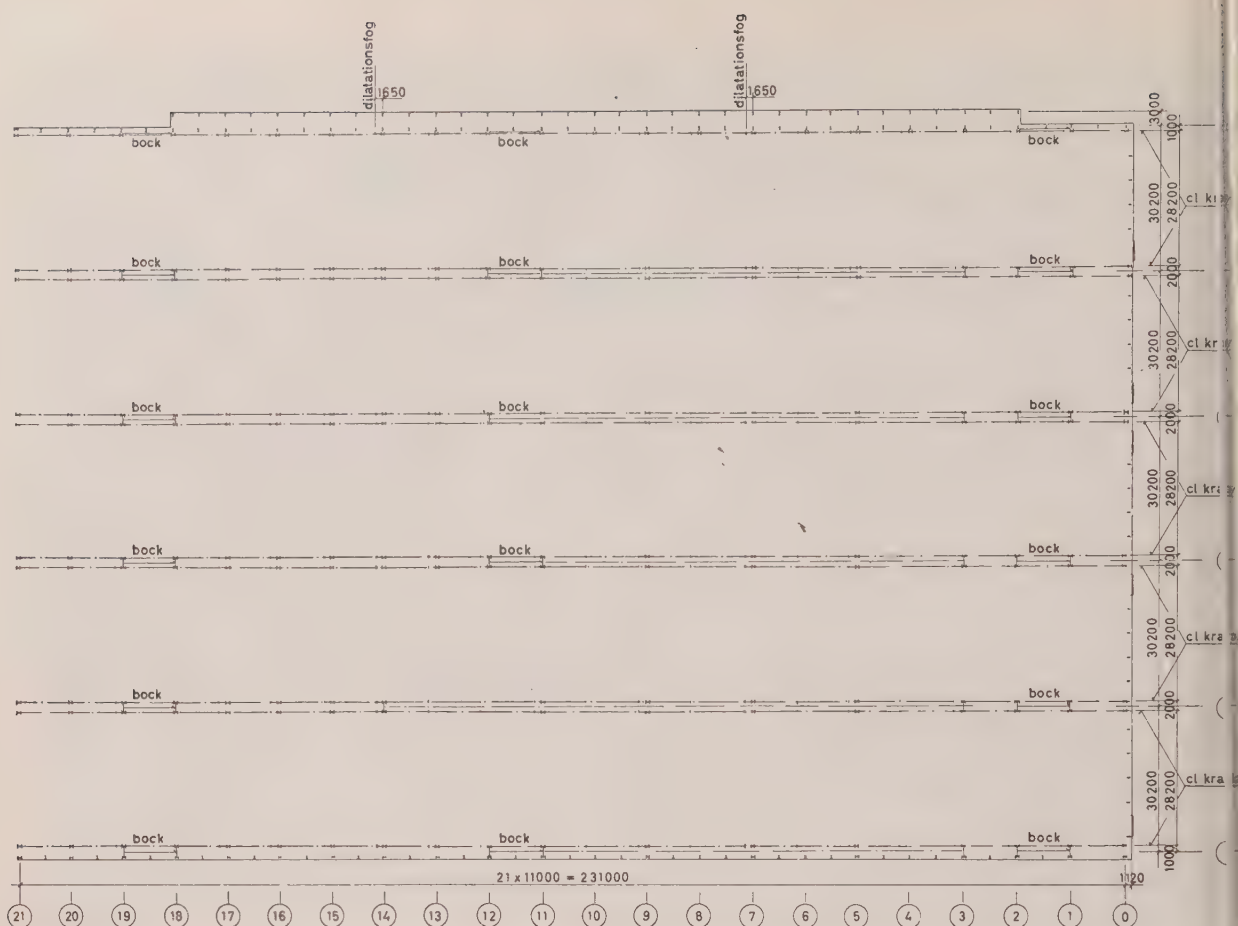
Takplattor	100 kg/m ²
Papptäckning	15 »
Åsar	20 »
Vindförband	5 »
Lanterniner	10 »

Summa 150 kg/m²

Snö

150 »

Summa 300 kg/m²



Bottenplan av valsverksbyggnaden i Mo i Rana.

Konstruktionens allmänna utseende

Valsverket utgöres av fem skepp på 30,2 m och med en skepplängd av 231 m.

Takstolsdelningen har valts till 11 m. Något billigare hade det troligen varit att utföra takstolarna med en delning av 5,5 m. Vi valde dock 11 m med tanke på att erhålla grövre åsar, vilka ger större stabilitet och bättre upplag för lättbetongplattorna. Vissa pelare kan icke stå i sin normala 11-m delning, utan måste avväxlas. Detta har utförts med helsvetsade avväxlingsfackverk, vilka dels bär taket och dels traversbalkarna. Härigenom erhåller man att traversbalkarna alltid bär kontinuerligt på 11 m delning. Åsarna är utförda kontinuerliga med stumsvetsade skarvar. Dilatationsfogarna är förlagda i momentnollpunkten för den kontinuerliga balken och utförda som bultade skarvar med avlånga hål. Momenten är beräknade enligt plasticitetsmetoden och utjämning i samma moment i fält och över stöd har ägt rum. Därvid erhålles för innerfält $M = \frac{q l^2}{16}$ och för ytterfält resp. 1:2

$$\text{innerstöd } M = \frac{q l^2}{11,6}$$

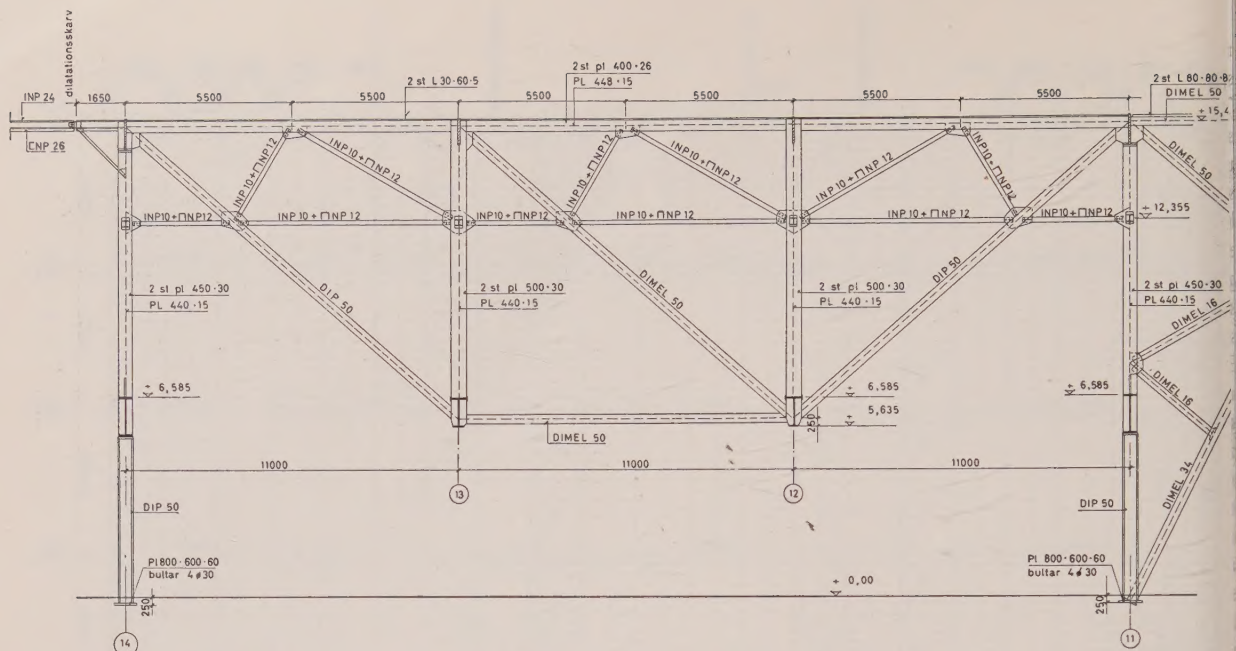
För att upptaga krafterna längs takfallet har insatts upphängningsstag i takens plan. Dessa är placerade i ytterfält i vardera tredjedelspunkten och i innerfält i mittpunkten.

Takstolarna är utförda i helsvetsat utförande med över- och underramsstänger av bredflänsbalkar typ

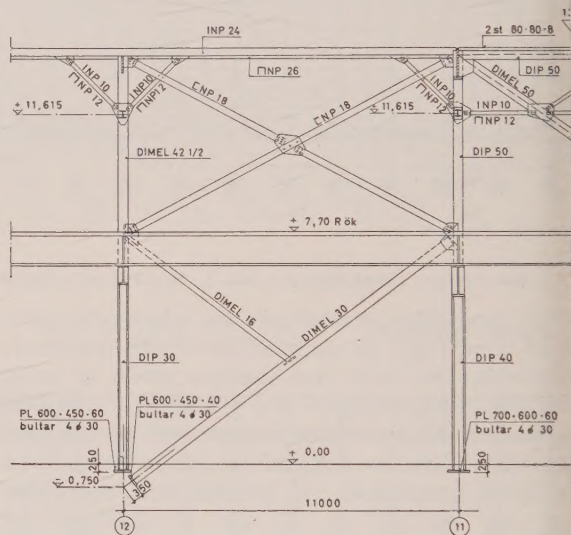
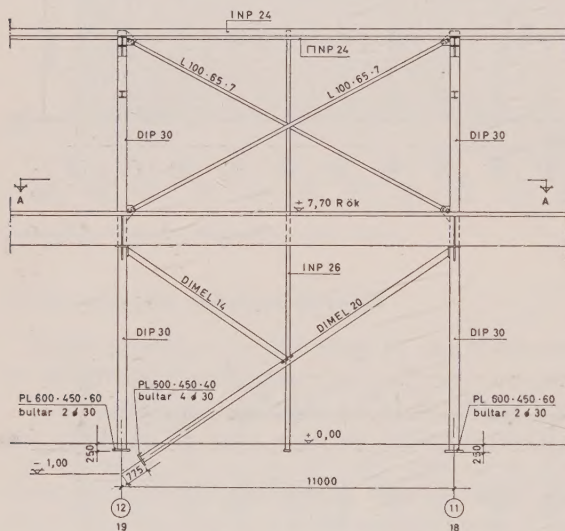
Dimel, diagonaler och vertikaler av enkla resp. dubbla vinkeljärn eller bredflänsbalkar av typ Dimel. Knutplåtar är direkt svetsade mot över- och underramsstängerna. Diagonaler och vertikaler är anslutna till knutplåtarna. Takstolskonstruktionen är statiskt bestämd, varför leder har inlagts i underramsstängerna. Följande förutsättning för takstolarnas beräkning har uppställts.

Stålkonstruktionen skall kunna monteras i varje skepp för sig. Under montaget läses lederna. Enligt montageplanen skall de tre södra skeppen R—P, P—N och N—M monteras före de två återstående. Under montaget kan stångspänningarna i takstolarna av stålkonstruktionens egenvikt bli större än i de färdigställda systemet. Dessa stångspänningar blir dock inte bestående och inbyggda i konstruktionen. Vid och med konstruktionens färdigställande inställer sig vid det valda systemet med leder de stångspänningar som betingas av det slutgiltiga systemet. Plattläggningen på taket har beräknats kunna ske på de två södra skeppen R—P och P—N före de övriga. Därvid kan plattläggningen på skepp R—P gå före plattläggningen på skepp P—N, men ej tvärtom, utan i så fall uppstå tryckspänningar i takstolens underramsstänger i skepp R—P. De tre återstående skeppen lägges samtidigt men skepp K—L kan ej gå före skepp L—M som i sin tur går före skepp M—N, men ej tvärtom för att undvika tryckspänningar i underramsstänger i intilliggande skepp.

Beträffande takstolarnas stångspänningar av de

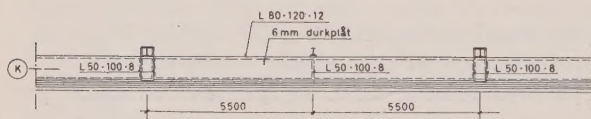


Fackverk i linje P.



Vind- och bromsbock i linje M, N och R.

T. v: Vind- och bromsbock i linje K.



belastning takplattorna utgör, gäller vad som ovan sagts om stångspänningarna orsakade av stålkonstruktionens egenvikt. De kan tillfälligt bli större än de beräknade för det slutgiltiga systemet men övergår till dessa samtidigt med takets färdigställande. De kan dock ej tillfälligt bli större enbart av takets egenvikt än vid det färdiga taket med snöbelastning. Några större upplag av takplattor i samband med takläggningen får ej förekomma på taket. Någon väsentlig belastning av snö får ej förekomma på taket innan detta färdiglagts över samtliga skepp. Snöbelastning över samtliga skepp samtidigt anses som normalt belastningsfall. Snöbelastning enbart på enstaka skepp

anses som exceptionellt belastningsfall. Där tryckspänning förekommer i underramsstången på takstolarna, har dessa försetts i vissa knutpunkter med snedsträvor upp mot ovanliggande ås för att förhindra underramsstångens utknäckning i sidled.

Pelarna är utförda mellan golv och underkant traversbalk av direkt under traversbalken stående bredflänsbalk, varvid de båda bredflänsbalkarna sammankopplats med ett fackverk av bredflänsbalkar. Från underkant traversbalk upp till takstolarna består pelarna antingen av helsvetsade sektioner eller bredflänsbalkar. Pelarna i samma tvärlinje är räknade fast inspända vid foten och sammankopplade i toppen ge-

nom takstolarna så att de följas åt i utböjningen och samverkar i fråga om sidokrafternas upptagande. Takstolarna har stor styvhet i förhållande till pelarna så att pelarnas anslutningspunkter och takstolens underramsstång och överarmsstång alltid ligger i samma lodlinje. För att detta villkor skall uppfyllas, har beräknats den sidokraft, som förskjuter varje enskild pelartopp 1 cm jämte tillhörande moment i pelartoppen. Summan av de enskilda pelarnas sidokrafter ger hela systemets sidokraft, varav den enskilda pelarens andel uträknats i procent av det hela. För en viss yttre belastning på någon av pelarna, har avskärningskraften beräknats av pelarna omedelbart under takstolarnas underramsstång (fasthållningskraften) jämte tillhörande moment, under förutsättning att pelarens båda anslutningspunkter till takstolen kvarliggjer på lodlinjen genom pelarfoten. Därefter sidoförskjutes pelarna så att samma utböjning för samtliga pelare erhålles genom att fasthållningskraften borttages och ersättes med en lika stor motverkande kraft, som fördelar sig på de enskilda pelarna enligt ovan. Den kvarstående avskärningskraften med tillhörande moment i pelartoppen jämte den yttre belastningen ger de slutliga momenten och avskärningskraften i pelarna.

Avväxlingsfackverken är utförda med vertikaler och diagonaler av helsvetsade plåtsektioner. Alla knutpunkter och skarvar är stumsvetsade. Det största avväxlingsfackverket har en spännvidd av 33 m och en byggnadshöjd av ca 10 m.

Traversbalkarna är utförda med bred överfläns för upptagande av sidokrafter samt en smalare underfläns. Liven är beräknade knäckningsstyva och utan livstöttor. Livstöttor har endast placerats vid upplagen. De båda traversbalkarna på var sin sida om varje inre pelarlinje sammanbindes i höjd med överflänsen med en genomgående plåt utgörande gångbana. Härigenom erhålles en kraftig horisontell balk för att upptaga sidokrafterna. I avväxlade pelarfack skall denna horisontalbalk även upptaga sidokrafter härrörande från traversbalkarnas excentriska upplag på fackverket.

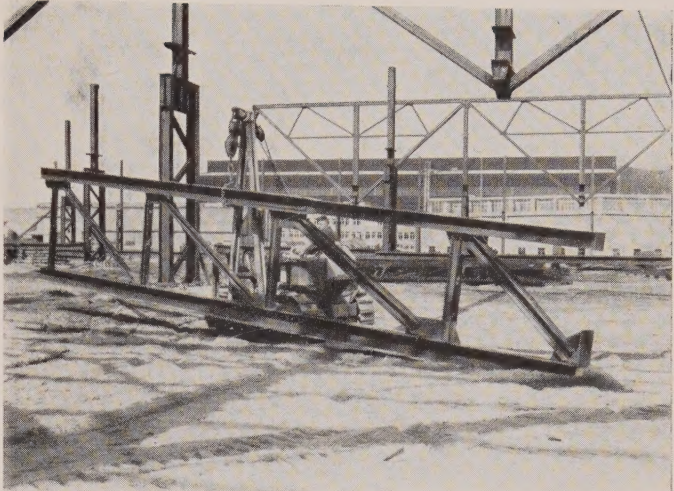
I höjd med överkant traversbalk vid yttre pelarlinje har även inlagts en gångbana, utbildad till horisontalbalk. Förutom ovannämnda sidokrafter, skall denna horisontalbalk även upptaga vindbelastningen på ytterväggen. Traversbalkarnas maximala deformation i horisontal- och vertikalled har satts till $\frac{1}{800} = 1,4$ cm.

Tillåtna påkänningar för traversbalkarna har satts enligt DIN 120:

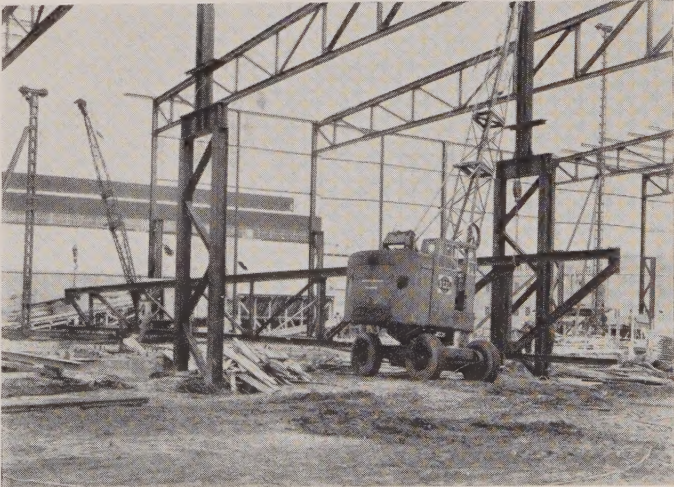
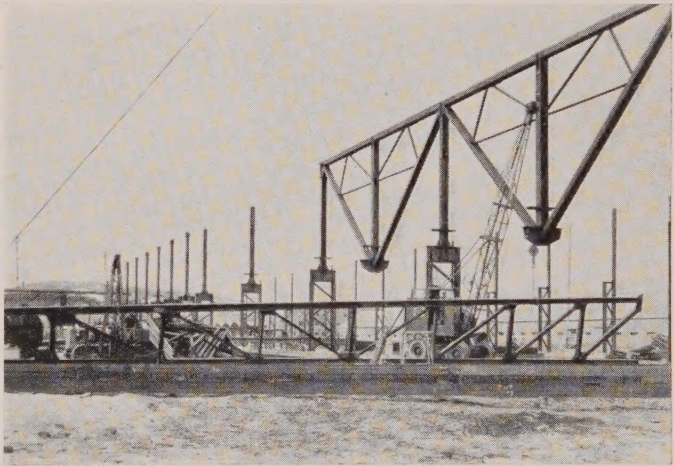
	Belastningsfall 1	Belastningsfall 2
St 37 γ	1 400 kg/cm ²	1 600 kg/cm ²
St 52 γ	2 100 »	2 400 »
St 44 γ	1 500 »	1 800 »

Traversbalkarna är utförda av St 44.

Vindförbanden är utförda av dels dubbla vinkeljärn, dels sammansatta U—I-balkar.



Tre bilder som visar monteringen av fackverkskonstruktionerna.



Lanterninerna är utförda som norrvända lanterniner med stommar av klena bredflänsbalkar.

Bromsbockar är inlagda i varje pelarlinje i husets längdaxel och utförda av klena bredflänsbalkar.

Tillverkning

Takstolar, pelare, traversbalkar, bromsbockar, lanterninstommar, vindförband, avväxlingsfackverk, konstruktioner, vilka kräver utslag på mall är samtliga tillverkade i AB Bröderna Hedlunds verkstad i Hammarby. Sådana konstruktioner som åsar, väggreglar m. m. är däremot sända direkt från valsverken till Mo i Rana. AB Bröderna Hedlund använder sig av en tillverkningsmetod, som grundar sig på utförande av trämallar. Detta förenklar ritningsarbetet, varför ett minimum av måttsättning kräves å verkstadsritningarna. Även avväxlingsfackverk i storleken 10×33 m är sammansatta i verkstaden innan de avsänts i smärre delar till montageplatsen. Tillverkning av traversbalkarna har skett med högutbyteselektroder och automatsvetsning i fixtur. Den sammanlagda automat-svetsade foglängden utgjorde drygt 11 000 m 5 och 6 mm kälfog enbart på dessa balkar.

Svetsningsarbete som utförts dels i verkstad och på montage har utförts av licenserade svetsare.

Innan svetsningsarbetet påbörjades uppgjordes detaljerat arbetsschema och svetsplan uppvisande tillvägagångssättet för undvikande av spänningar i godset. De elektroder som använts till arbetet är av godkänd kvalitet enligt elektrodnormerna. För verkstadsvetsningen har använts rutil, neutrala och högutbyteselektroder. På montageplatsen har samma elektroder använts med undantag av att i stället för högutbyteselektroder har basiska elektroder använts för skarvning av traversbalkar. De svetsaggregat som använts på montageplatsen har huvudsakligen bestått av transformatorer med fjärregrage, för att ifrån ett högt beläget arbetsställe bekvämt kunna reglera svetsströmmen för olika elektroddimensioner.

Montagemetod

Allt material sändes per järnväg över Storlien—Trondhjem och lossades antingen medelst en för ändamålet anbragt lossningsbock med 15 m spännvidd försedd med en 5-toners telfer eller också medelst en Caterpillar D 4 försedd med »Pipe-layer»-kran, vilken även utförde samtliga transporter inom arbetsplatsen. Biltransporter förekom således icke alls.

Alla pelare, traversbalkar, väggreglar och bromsbockar är monterade med motordriven mobilkran under det att åsar och takstolar är monterade medelst en montagekran med teleskopisk vertikalarm, som har en högsta lyfthöjd av 27 m och lyftkraft av 8 ton. Avväxlingsfackverken är ihopsvetsade på marken samt uppmonterade med teleskopkranen. Montage-skarvar i åsar och traversbalkar har utförts i hängställning på montageplatsen.

Traversrälsen är fastsatt till balkarna medelst klammer och bult. Rälsen av typ KS 56 vägande 56,6 kg/m samverkar ej vid upptagande av skjuvkrafterna med traversbalken.

Mätningar och kontroll av utförda arbeten

Kontinuerlig verkstadskontroll har utförts på konstruktioner som successivt lämnat verkstaden för vidare transport till montageplatsen. Kontrollen har här merendels bestått i besiktning av fogberedning för svetsning samt kontrollmätningar av vissa viktiga huvudmått såsom spännvidd för takstolar, uppmätning av hoplagda fackverk samt avsyningskontroll av avsvetsade konstruktioner. Hand i hand med denna snarare avsyningskontroll har röntgenradiografering företagits på i konstruktionen ingående stums-skarvar.

På montageplatsen har efter uppsättandet av konstruktionen dess inriktning och förankring utförts teodolitmätningar för traversbanornas utsättande resp. pelarhyllor. Pelarhyllorna har avvägts. På samma sätt har en avvägning och spänningsräkning utförts innan räls och traversbalkar låsts fast enligt nedanstående toleransschema. Spännvidden är justerad till ± 8 mm noggrannhet. Höjdavvägningen innehåller 1 0/00 noggrannhet. Raketten innehåller $1\frac{1}{2}$ 0/00 noggrannhet.

Okulär besiktningsskontroll tillsammans med röntgen- och gammaradiografering har tillika utförts på den färdiga konstruktionen.

Dessutom har för traversbanornas vidkommande provbelastning utförts med full last i traversen, och samtidigt har diagram upptagits utvisande traversbalkarnas ned- resp. utböjning vid trafikering av bagnar.

Viktsfördelning

Konstruktionselementens vikt framgår av nedanstående sammanställning:

Åsar	19	kg/m
Takstolar	19,3	»
Knäckavstyvningar av takstolarnas under-rämsstänger	1,5	»
Traversbalkar med klammer och skenor	19,6	»
Pelare	12,8	»
Avväxlingsfackverk	8,5	»
Vind- och bromsbockar	1,2	»
Knäckavstyvning av tak	1,9	»
Vindförband	1,7	»
Väggkonstruktioner	5	»
Gångbanan	5	»

Summa 95,5 kg/m

Totalvikten är ca 3 350 ton och golvytan ca 35 000 m². Totala kostnaden har uppgått till ca 5 000 000 kronor.

Därtill kommer leverans av lanterniner och vissa andra sekundärkonstruktioner.

Samarbetet med våra norska kolleger har varit synnerligen inspirerande, och det har från kundens sida gjorts allt för att arbetet skulle kunna bedrivas på snabbast möjliga sätt. Resultatet blev också att byggnaden stod färdig flera månader tidigare än beräknat. Det glädjande är att svensk stålbyggnadsteknik hävdar sig väl i internationell konkurrens.